

ANEJO Nº 5.A. DISEÑO Y COMPROBACIÓN DE LA SOLUCIÓN A

Nuria Clemente López



ANEJO Nº 5.A. DISEÑO Y COMPROBACIÓN DE LA SOLUCIÓN A

1. GENERALIDADES

- 1.1. OBJETO DEL PRESENTE ANEJO
- 1.2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA

2. BASES DE CÁLCULO

- 2.1. NORMATIVA Y RECOMENDACIONES
- 2.2. AMBIENTE Y RECUBRIMIENTOS
 - 2.2.1. Estado límite de durabilidad
 - 2.2.2. Recubrimiento mínimo
- 2.3. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES
 - 2.3.1. Elementos estructurales de acero
 - 2.3.2. Elementos estructurales de hormigón
- 2.4. COEFICIENTES DE SEGURIDAD
 - 2.4.1. Estados límite últimos
 - 2.4.1.1. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales
 - 2.4.1.2. Coeficientes parciales de seguridad de las acciones
 - 2.4.2. Estados límite de servicio
 - 2.4.2.1. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales
 - 2.4.2.2. Coeficientes parciales de seguridad de las acciones
- 2.5. COMBINACIÓN DE ACCIONES
 - 2.5.1. Estados límite últimos
 - 2.5.2. Estados límite de servicio
 - 2.5.3. Estados límite último en cimentaciones
 - 2.5.4. Coeficientes de combinación

3. ACCIONES

- 3.1. ACCIONES PERMANENTES
- 3.2. ACCIONES VARIABLES
 - 3.2.1. Sobrecarga de uso
 - 3.2.2. Viento
 - 3.2.2.1. Parámetros básicos de viento
 - 3.2.2.2. Casos de viento
 - 3.2.3. Nieve
 - 3.2.4. Temperatura
 - 3.2.5. Acciones sísmicas

3.3. ACCIONES EN LA CIMENTACIÓN

4. HIPÓTESIS DE CARGA

- 4.1. Estructura
- 4.2. Cimentación

5. MODELO ESTRUCTURAL

- 5.1. PROGRAMAS DE ORDENADOR UTILIZADOS
 - 5.1.1. SAP 2000
- 5.2. MODELO EMPLEADO

6. COMPROBACIONES ESTRUCTURALES

- 6.1. OBTENCIÓN DE LOS DATOS
- 6.2. SECCIÓN TIPO
- 6.3. CUBIERTA
 - 6.3.1. Flecha
- 6.4. Correas
 - 6.4.1. Comprobaciones ELU
 - 6.4.1.1. Resistencia de la sección
 - 6.4.1.1.1. Momento flector
 - 6.4.1.1.2. Cortante
 - 6.4.1.1.3. Flector + Cortante
 - 6.4.2. Comprobaciones ELS
 - 6.4.2.1. Comprobación a flecha
- 6.5. Vigas secundarias
 - 6.5.1. Comprobaciones ELU
 - 6.5.1.1. Resistencia de la sección
 - 6.5.1.1.1. Momento flector
 - 6.5.1.1.2. Cortante
 - 6.5.1.1.4. Flector + Cortante
 - 6.5.2. Comprobaciones ELS
 - 6.5.2.1. Comprobación a flecha
- 6.6. Malla
 - 6.6.1. Comprobaciones ELU
 - 6.6.1.1. Resistencia de la sección
 - 6.6.1.1.1. Momento flector
 - 6.6.1.1.2. Cortante
 - 6.6.1.1.3. Axil
 - 6.6.1.1.4. Flector + Cortante
 - 6.6.1.1.5. Flector + Axil
 - 6.6.1.2. Resistencia frente a pandeo lateral
 - 6.6.2. Comprobaciones ELS
 - 6.6.2.1. Comprobación a flecha
 - 6.6.2.2. Comprobación desplome horizontal
- 6.7. PILARES
 - 6.7.1. Estados límite últimos
 - 6.7.1.1. Resistencia de la sección
 - 6.7.1.1.1. Momento flector
 - 6.7.1.1.2. Cortante
 - 6.7.1.1.3. Axil
 - 6.7.1.1.4. Flector + Cortante
 - 6.7.1.1.5. Flector + Axil
 - 6.7.1.2. Resistencia frente a pandeo
 - 6.7.1.2.1. Pandeo por flexión de piezas simples comprimidas

6.7.2. Estado límite de servicio

6.7.2.1. Estado límite de servicio de deformaciones

6.8. CIMENTACIONES

6.8.1. CIMENTACIONES INTERMEDIAS

6.8.2. CIMENTACIONES EXTERIORES

7. COMPROBACIONES NO ESTRUCTURALES

7.1. TRANSMITANCIA TÉRMICA

1. GENERALIDADES

1.1 OBJETO DEL PRESENTE ANEJO

El objeto del anejo presente es el cálculo y dimensionamiento de la nave. Para ello será la determinación de las diferentes acciones actuantes en la estructura, las posibles hipótesis de carga y la realización de un modelo estructural para poder realizar las comprobaciones estructurales necesarias. Todo esto se realizará teniendo en cuenta como base de cálculo la normativa pertinente.

1.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA

La estructura a estudiar se trata de una malla espacial, formada por barras conectadas entre sí, ya sean rectas o inclinadas, formando un conjunto de tetraedros que completan la totalidad de la estructura. Dichas barras, se encuentran articuladas por unos nudos rígidos que se conectan a la figura principal (tetraedro) de forma atornillada elaborado en taller. Toda la malla con la totalidad de sus elementos, descansa sobre unos perfiles HEB 240, correspondientes a los pilares, que rodean todo su perímetro con una altura de 7,4m separados 6 metros en dirección longitudinal y 5,75 en dirección transversal.



Figura 1.1. Detalle del nudo



Figura 1.2. Tetraedro

Los elementos resistentes de esta solución estructural son la malla con todos los tetraedros que la componen y los pilares. Junto con todos ellos, también se encuentran las vigas secundarias con un perfil HEA 200 y correas IPE 180, sobre las que apoya la cubierta.

Descripción en planta. Sobre los pilares ya descritos, se apoya directamente toda la malla espacial por medio de la capa inferior tanto en una dirección como en otra. En la parte superior del conjunto de tetraedros, se atornilla la capa superior sobre la que apoyan las vigas secundarias en la dirección más larga de la estructura, y las correas perpendicularmente a estas, en la dirección de menor longitud.

Las vigas secundarias, tienen una longitud de 6 metros separadas entre ellas una distancia de 5,75 metros. Por otra parte, las correas, miden 5.75 metros y distan unas de otras 2 metros.

Las uniones de cada punto de la malla a los pilares, así como las uniones entre correas y vigas secundarias y estas últimas con la estructura principal, serán de tal modo que se impida el desplazamiento horizontal y vertical, permitiéndose el giro.

Los pilares se apoyan sobre zapatas cuadradas de hormigón armado, realizadas in situ. Estas zapatas (tipo A) tienen unas dimensiones de 1.4x1.4x0.8 m.

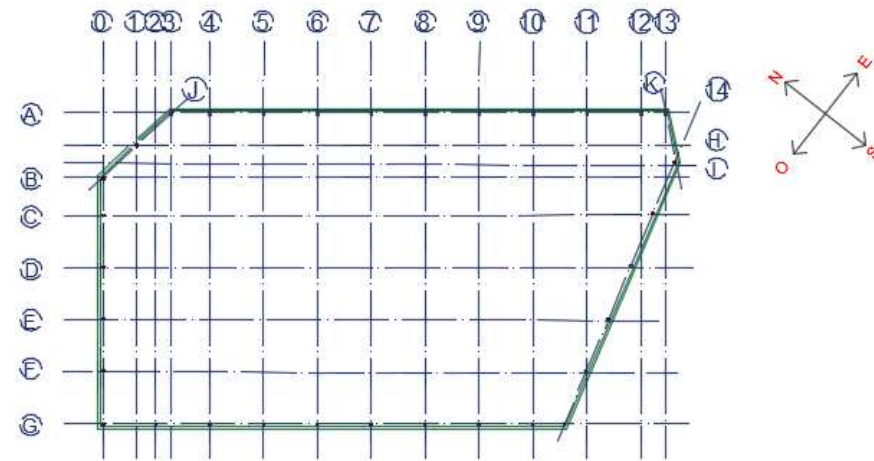


Figura 1.3. Planta y ejes

Sección tipo. La sección consta de la estructura principal, formada por seis tetraedros de 3 metros de altura, observándose solo dos de las cuatro barras inclinadas que lo componen, separados a una distancia de 5.75 metros. Esta estructura incluye las uniones, basadas en esferas macizas a las que se atornillan los diferentes perfiles, trabajando como un conjunto. A su vez se compone de la capa superior e inferior y el perímetro que se adapta a la planta darle soporte y unir todos los tetraedros entre sí. Todos estos elementos, son perfiles tubulares de sección circular, con un diámetro y espesor diferentes cada uno de ellos ya que dependen de las solicitaciones que sufran. Por ello se han dividido en cuatro grupos:

- Malla superior 1, Malla superior 2 (una perpendicular a la otra).
- Malla inferior 1, Malla inferior 2 (perpendiculares entre sí).
- Perímetro que se adapta a la planta (Capa que da finalidad a la malla. Corresponde al perímetro adaptable de la estructura).
- Diagonales (Barras inclinadas, también divididas en dos grupos, las que corresponden al área pequeña y las que corresponden a un área mayor. Se explicará más detalladamente en apartados posteriores).

A parte de la estructura principal, también forman esta sección tipo las vigas secundarias y correas que atan las diferentes filas de tetraedros tanto perpendicular como transversalmente. Localizándose en su parte superior la cubierta tipo Deck, formada por dos chapas grecadas separadas por un separador y sus correspondientes aislantes y terminando en una membrana bituminosa multicapas. En cuanto al desagüe, en su parte superior se han colocado unos sumideros a los que llega el agua localizados en los tetraedros que pertenecen a los puntos bajos (efecto creado al colocar en la parte superior de la esfera maciza unos perfiles tubulares de diferentes longitudes, alternándolos tetraedro alto, tetraedro bajo

para crear una superficie acertada con un 3% de pendiente para el posterior desagüe) llevándola así por tuberías hacia el extremo a unas canaletas que bordean todo el perímetro, que a su vez evacua el agua hacia la bajante que transporta el agua al exterior.

Todo lo explicado, reposa sobre dos pilares separados entre sí 34.9m.

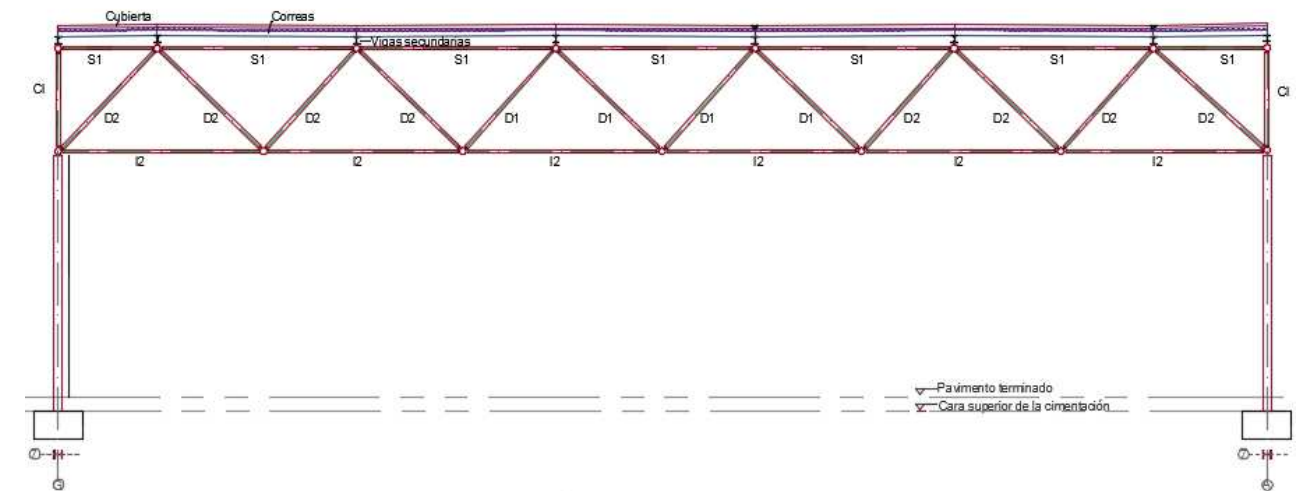


Figura 1.4. Sección tipo

Pórticos de fachada. En el alzado correspondiente al eje G, se observan diez pilares separados entre sí 6 metros con una altura de 7,4 m (7 metros hasta la cota cero correspondiente a la solera y 0,4 metros desde la solera hasta la cara superior de la cimentación), exceptuando los últimos del extremo derecho que su distancia disminuye a 4,42 metros para así acoplarse a la geometría del edificio. Para el anclaje de los paneles de fachada a la estructura, se han dispuesto vigas de fachada tipo HEB 240, a cierta distancia del extremo superior del pilar. En esta sección se pueden observar las vigas secundarias en toda su longitud y la sección de las correas, ya que su dirección es perpendicular.

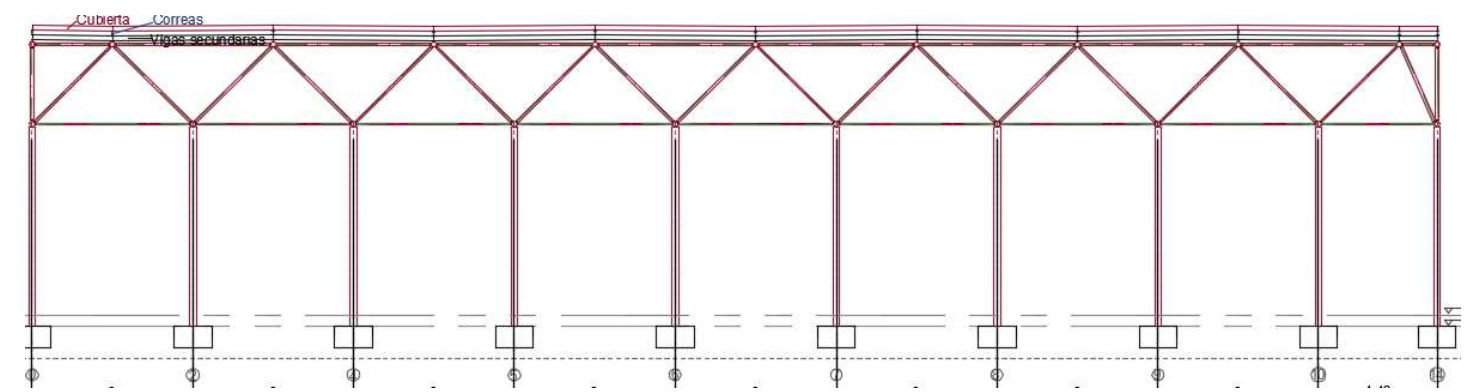


Figura 1.5. Sección eje G

En el alzado perteneciente al eje A, tenemos un pilar más, es decir, 11 pilares que tienen la misma distancia en la parte central de 6m, ocurriendo lo contrario en los pilares de los extremos, que presentan distancias diferentes; En el extremo izquierdo, están separados por 4,34m y en el lado opuesto su separación disminuye hasta los 3,13m. Quitando estas diferencias, por lo demás, el trazado presenta las mismas características y terminaciones que en la sección anterior ya que tienen los mismos elementos resistentes y las zapatas tienen las mismas dimensiones en todos los pilares.

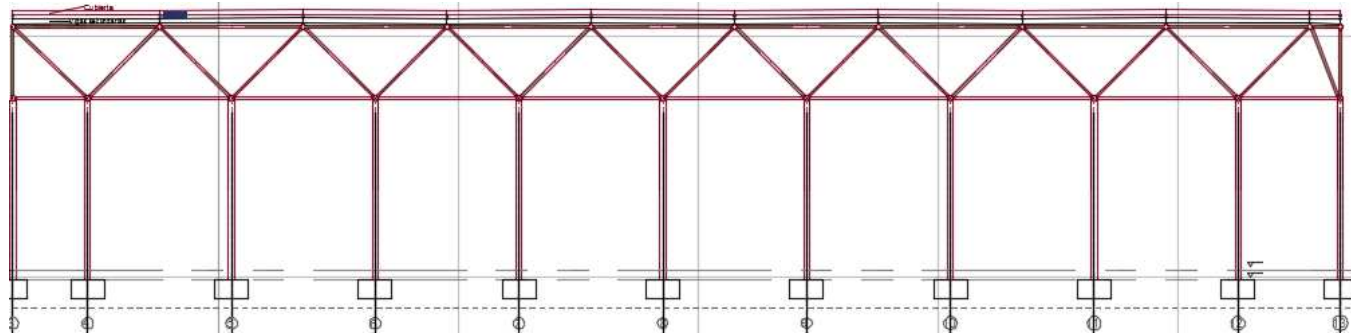


Figura 1.6. Sección eje A

2. BASES DE CÁLCULO

2.1 NORMATIVA Y RECOMENDACIONES

Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08)

Código Técnico de la Edificación, Documento Básico, Seguridad Estructural, Acciones en la edificación (CTE, DB-SE-AE)

Código Técnico de la Edificación, Documento Básico, Seguridad Estructural, Cimientos (CTE, DB-SE-Cimientos)

Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02)

Guía de cimentaciones en obras de carreteras

2.2 AMBIENTE Y RECUBRIMIENTOS

2.2.1 Estado límite de durabilidad

La clase general de exposición relativa a la corrosión del acero (Pilares y elementos de la malla espacial) es no agresiva, según la tabla 8.2.2 de la EHE-08, ya que pertenece a una zona comercial. Nos situamos en una agresividad muy baja (C1), lo que no nos haría falta, por ejemplo, incrementar el espesor de los perfiles (aumentando su vida útil) ya que no tienen riesgo a corroerse.

En las zapatas, la clase general de exposición relativa a la corrosión de la armadura, al tratarse de una cimentación, es normal (Ila) según la tabla 8.2.2 de la EHE-08, ya que son elementos enterrados y están sometidos a la humedad del terreno.

La buena calidad de la ejecución de la obra influye en la durabilidad de la estructura y esto se ve reflejado en el recubrimiento necesario para los elementos resistentes.

De todas formas, para garantizar la durabilidad de nuestra obra, debemos adoptar las medidas necesarias en función de la agresividad a la que se encuentre cada elemento (superficies bien tratadas, pinturas...). Además, tener un seguimiento de estos haciendo inspecciones y su mantenimiento correspondiente.

2.2.2 Recubrimiento mínimo

El recubrimiento es la distancia ente la superficie exterior de la armadura y la superficie de hormigón más cercana.

Se define como recubrimiento mínimo aquel que se debe cumplir en cualquier punto donde se encuentre la armadura pasiva.

Para garantizar estos valores, la EHE-08 en el apartado de durabilidad (art.37), exactamente en el punto 2.4, nos describe que el recubrimiento nominal (r_{nom}), es la suma del recubrimiento mínimo (r_{min}), y un margen de recubrimiento según el nivel de control de ejecución (Δr):

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r$$

Δr según su nivel de ejecución adquiere diferentes valore:

- 0 mm en elementos prefabricados con control intenso de ejecución.
- 5 mm en el caso de elementos prefabricados *in situ* con control intenso de ejecución.
- 10 mm en el resto de los casos.

En nuestro caso al ser elementos prefabricados *in situ*, adoptaremos un margen de recubrimiento de 5 mm.

Como continúa especificando la EHE-08 en el art.37, para elementos hormigonados contra el terreno, el recubrimiento mínimo será de 70 mm, salvo que se haya preparado el terreno y se haya dispuesto un hormigón de limpieza, que sería lo siguiente:

Observando la tabla 37.2.4.1.a y teniendo un cemento cualquiera, una clase de exposición Ila, un 25 MPa $\leq f_{ck} \leq$ 40 MPa, una vida útil de 15- 50 años como nos indica en la tabla 5.1 del mismo artículo al ser un edificio industrial, cogiendo 50 años, nuestro recubrimiento mínimo debe ser de 20mm.

Resumiendo, debemos cumplir:

- 75 mm cuando se trate de zonas sin hormigón de limpieza
- 25 mm cuando se trate de zonas con hormigón de limpieza

2.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Los elementos estructurales de acero que componen la estructura son los pilares y el armado de las cimentaciones y cada uno de los elementos que forman la malla espacial.

El acero utilizado es un acero no aleado laminado en caliente, S 275. En cuanto al grado del acero se decide disponer S 275 J0.

Según la EAE Art. 27.1. el límite elástico mínimo es de 275 N/mm², y la resistencia a tracción puede adquirir los siguientes valores 430< f_u<580 N/mm².

El acero escogido para el diseño de la estructura tiene las siguientes propiedades;

| Acero s 275 J0 | | |
|------------------------------------|---|--------------------------|
| Módulo de elasticidad | E | 210000 N/mm ² |
| Módulo de rigidez | G | 81000 N/mm ² |
| Coefficiente de Poisson | N | 0.3 |
| Coefficiente de dilatación térmica | A | 0.000012 |
| Densidad | P | 7.850 kg/m ³ |

Tabla 2.1. Características del acero

El acero de las armaduras de las cimentaciones, es un acero corrugado B500SD. Este tipo de acero presenta las siguientes características mecánicas (EHE art.31):

- Clase de acero: Soldable
- Límite elástico garantizado f_y en N/mm²: 500
- Carga unitaria de rotura f_s garantizada en N/mm²: 550
- Alargamiento de rotura en % garantizado sobre la base de d=5: 12
- Relación f_s/f_y en ensayo, no menor que: 1.05
- Módulo de elasticidad: 200.000 N/mm²

Las zapatas calculadas para las cimentaciones, son de hormigón armado, donde el hormigón es un HA-25/B/IIa/20. Este hormigón presenta las siguientes características obtenidas de la EHE art.39:

- Resistencia característica, f_{ck}: 30 MPa
- Resistencia media a tracción, f_{ct,m}: -2.89 MPa
- Resistencia inferior a tracción, f_{ct,k}: -2.02 MPa
- Resistencia media a flexotracción, f_{ct,m,fl}: 2.89 MPa
- Módulo de deformación longitudinal secante a 28 días, E_{cm}: 33578 MPa.
- Módulo de deformación longitudinal inicial, E_c: 28577 MPa.

El hormigón de limpieza dispuesto en la base de las zapatas cuenta con las siguientes características:

- Resistencia característica, f_{ck}: 20 MPa
- Consistencia blanda

2.4 COEFICIENTES DE SEGURIDAD

2.4.1 Estados límite últimos

2.4.1.1 Coeficientes parciales de seguridad de los materiales

El material utilizado es el acero, por ello, según la EAE haciendo referencia al artículo 15.3, y a la presente tabla que se muestra en este, nos detalla los valores del coeficiente parcial para la resistencia de elementos estructurales frente a la comprobación de los estados límite último es de:

- γ_{M01}= 1.05

2.4.1.2 Coeficientes parciales de seguridad de las acciones

En cuanto a los coeficientes parciales de seguridad de las acciones, cabe remarcar que nuestro proyecto presenta una situación persistente o transitoria, por lo que centrándonos en el art. 12 apartado 12.1 de la EHE, tenemos que nuestros coeficientes son los siguientes:

| Tipo de acción | Favorable | Desfavorable |
|----------------|----------------------|----------------------|
| Permanente | γ _G =1.00 | γ _G =1.35 |
| Variable | γ _Q =0.00 | γ _Q =1.50 |

Tabla 2.2. Coeficientes parciales de seguridad

2.4.2 Estados límite de servicio

2.4.2.1 Coeficientes parciales de seguridad de los materiales

Como se indica en el último párrafo de la EAE en el artículo 15.3, para la comprobación de los estados límite de servicio se adoptarán como coeficientes parciales de seguridad para la resistencia valores igual a la unidad.

2.4.2.2. Coeficientes parciales de seguridad de las acciones

Al igual que en el estado límite último, dichos coeficientes se muestran en una tabla presente en el artículo nº12 de la EHE, concretamente en la 12.2. Son los siguientes:

| Tipo de acción | Favorable | Desfavorable |
|----------------|-----------------|-----------------|
| Permanente | $\gamma_G=1.00$ | $\gamma_G=1.00$ |
| Variable | $\gamma_Q=0.00$ | $\gamma_Q=1.00$ |

Tabla 2.3. Coeficientes parciales de seguridad

2.5 COMBINACIÓN DE ACCIONES

2.5.1 Estados límite últimos

Para determinar la combinación de acciones en estado límite último, se hace presente de nuevo la EHE-08 donde en el artículo 13.2 se detalla a la perfección. Como hemos dicho anteriormente, la estructura se diseña y predimensiona de acuerdo a una situación de proyecto persistente o transitoria, lo que conlleva a la siguiente combinación:

- Situaciones permanentes o transitorias:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{k,j} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Donde:

$G_{k,j}$ es el valor característico de las acciones permanentes.

$G^*_{k,j}$ es el valor característico de las acciones permanentes de valor no constante.

$Q_{k,1}$ es el valor característico de la acción variable determinante.

$Q_{k,i}$ es el valor característico de las acciones variables que actúan simultáneamente con la acción variable determinante.

2.5.2. Estados límite de servicio

Para las distintas situaciones de proyecto en estado límite de servicio, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo al Art. 13.3 de la EHE-08.

- Combinación poco probable o característica:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{k,j} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Donde:

$G_{k,j}$ es el valor característico de las acciones permanentes.

$G^*_{k,j}$ es el valor característico de las acciones permanentes de valor no constante.

$Q_{k,1}$ es el valor característico de la acción variable determinante.

$Q_{k,i}$ es el valor característico de las acciones variables que actúan simultáneamente con la acción variable determinante.

2.5.3 Coeficientes de combinación

Los coeficientes de combinación, se emplean junto con las cargas variables. En el caso de malla espacial, se han tenido en cuenta tres acciones variables, destacando el viento, la sobrecarga de uso en zonas comerciales y la nieve (explicadas en el apartado 3). Para combinar las variables mencionadas, nos hemos guiado por los coeficientes que aparecen en el apartado 4.2.4 del CTE, DB-SE.

-Coeficientes de simultaneidad para sobrecargas en edificios comerciales.

| ψ_0 | ψ_1 | ψ_2 |
|----------|----------|----------|
| 0.7 | 0.7 | 0.6 |

Tabla 2.4. Coeficientes de simultaneidad de la sobrecarga de uso

-Coeficientes de simultaneidad para la acción de la nieve para altitudes menores 1000m

| Ψ_0 | Ψ_1 | Ψ_2 |
|----------|----------|----------|
| 0.7 | 0.5 | 0.2 |

Tabla 2.5. Coeficientes de simultaneidad de la nieve

-Coeficientes de simultaneidad para la acción de viento.

| Ψ_0 | Ψ_1 | Ψ_2 |
|----------|----------|----------|
| 0.6 | 0.5 | 0.0 |

Tabla 2.6. Coeficientes de simultaneidad del viento

- Temperatura

| Ψ_0 | Ψ_1 | Ψ_2 |
|----------|----------|----------|
| 0.6 | 0.5 | 0 |

Tabla 2.7. Coeficientes de combinación temperatura

3. ACCIONES

3.1. ACCIONES PERMANENTES

Las cargas permanentes son acciones que actúan en un elemento y que no se modifican a lo largo del tiempo, es decir, se consideran cargas permanentes las cargas que no se pueden eliminar durante la vida de un edificio. En el caso de la malla, consideramos carga permanente al peso propio de cada uno de los elementos que la componen, como son:

-Peso propio de las correas y vigas secundarias; Se ha extraído una porción de malla espacial, que se compone de una viga secundaria de 6m y 3 vigas correas que apoyan perpendicularmente sobre ella de una longitud de 5,75m. Para calcular la carga muerta que estas depositan sobre la malla es necesario saber el peso de los dos perfiles (correos IPE 180 y vigas secundarias HEA 200) extraídos del prontuario y conocer la reacción que generan en el apoyo. Estas reacciones las hemos obtenido con el programa de cálculo (*Figura 3.1*), obteniendo una reacción de 2.04 KN.

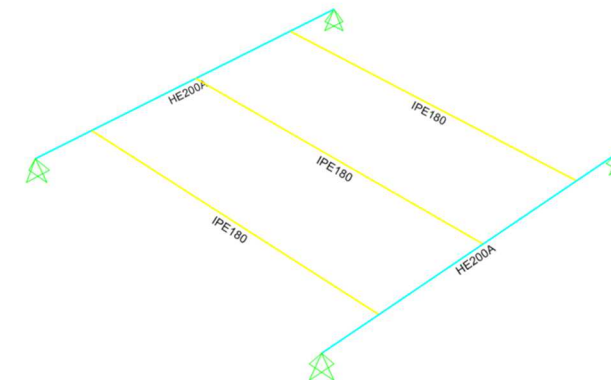


Figura 3.1. Cálculo en SAP porción de malla espacial

-Peso propio de la estructura, obtenido con el programa de cálculo, ya que posee muchos perfiles. Colocaremos también las reacciones obtenidas por el peso propio de la correa y vigas secundarias, como he explicado anteriormente.

-Carga muerta debido a la cubierta. Se va a elegir el tipo de cubierta en función a la transmitancia térmica. En el CTE dice que debe tener como máximo 0,33 Kg/m² de transmitancia térmica en la cubierta, lo que indica que el tipo de cubierta debe tener dicho factor igual o menor. Mirando en el catálogo de ARVAL, se comprueba que hay varios tipos que cumple con lo indicado, por ello se deberá mirar otros factores, en la que sea más sencilla, tenga más ahorro de material y menor peso, para ahorrar en lo que implica al tipo de perfil de nuestras vigas primarias y secundarias. Hay más tipos,

IR 221

pero ya se van a pesos muy superiores. (Figura 3.2)

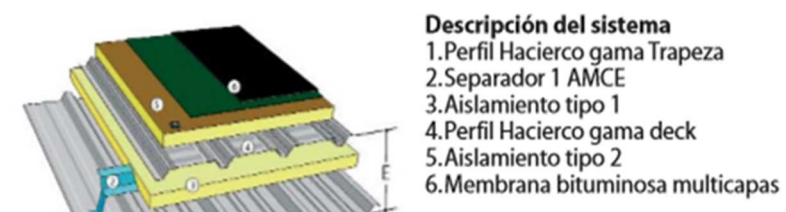


Figura 3.2. Panel de cubierta

3.2. ACCIONES VARIABLES

3.2.1. Sobrecarga de uso

Continuando con la normativa del CTE-DB_SE-AE, posicionándonos en la tabla 3.1 y teniendo una cubierta accesible únicamente para conservación y ligera sobre correas (sin forjado), se contemplan dos valores, y uno de ellos nos indica la carga concentra (carga vertical puntual) que debe ser de 1 KN.

Según el apartado 3.1.1 del CTE, y teniendo en cuenta las características de cubierta se han mencionado en el caso de carga puntual vertical, tenemos dos valores de carga, teniendo un valor de 0.4 KN/m² la carga uniforme. Las unidades en las que está descrita esa carga, kilonewton por metro cuadrado, pero si se quiere poner por metro lineal, debemos multiplicarlo por la distancia que existe entre correas, teniendo en cuenta que esa distancia es de 2m, se tendrá un valor de 0.8 KN/m. A su vez si lo multiplicamos por la longitud de las correas (5,75m) tenemos como carga puntual 4.6 KN. Como esta última es mayor que 1 KN que tenemos como carga puntual, tomaremos el valor de la carga distribuida como valor de sobrecarga de uso, ya que, es más desfavorable.

3.2.2 Viento

Según el CTE DB-SE-AE, la acción del viento es una fuerza perpendicular a la superficie la cual recibe la carga, y que se expresa como;

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

$q_b = 0.42 \text{ kN/m}^2$, al estar la obra situada en Paterna una localidad perteneciente a Valencia, que corresponde a la zona A del mapa D1 del CTE.

c_e , es el coeficiente de exposición que varía según la altura del punto considerado. En nuestro caso no se van a sobrepasar los 200 m, por lo que puede utilizarse la siguiente expresión;

$$c_e = F \cdot (F + 7 k)$$

Donde:

$$F = k \ln (\max (z, Z) / L)$$

siendo k , L , Z parámetros característicos de cada tipo de entorno, según la tabla D.2, los valores obtenidos para una zona urbana en general, son los siguientes;

- $k = 0.22$
- $L = 0.3$
- $Z = 5$
- Suponemos $z = 7 \text{ m}$.

Por tanto, el valor del coeficiente $c_e = 1.547$

c_p , es el coeficiente eólico o de presión. Depende del tipo de cubierta que se diseñe, su valor varía en la cubierta y en las fachadas, por tanto, se van a calcular en los apartados que se desarrollan a continuación.

3.2.2.1 Casos de carga de viento.

Según el CTE, DB-SE-AE, del lado de la seguridad se puede utilizar el anejo D.3 de este mismo documento, que recoge el valor más desfavorable de las cargas del viento conforme a las distintas direcciones.

En el caso de la estructura 1/3, se tiene una cubierta plana, se va a proceder a desarrollar cada una de las 8 hipótesis de carga de viento que puede sufrir la estructura:

Opción de carga, V1:

$$e = \min (65.68, 14) = 14 \text{ m}$$

$$h/d < 0.25$$

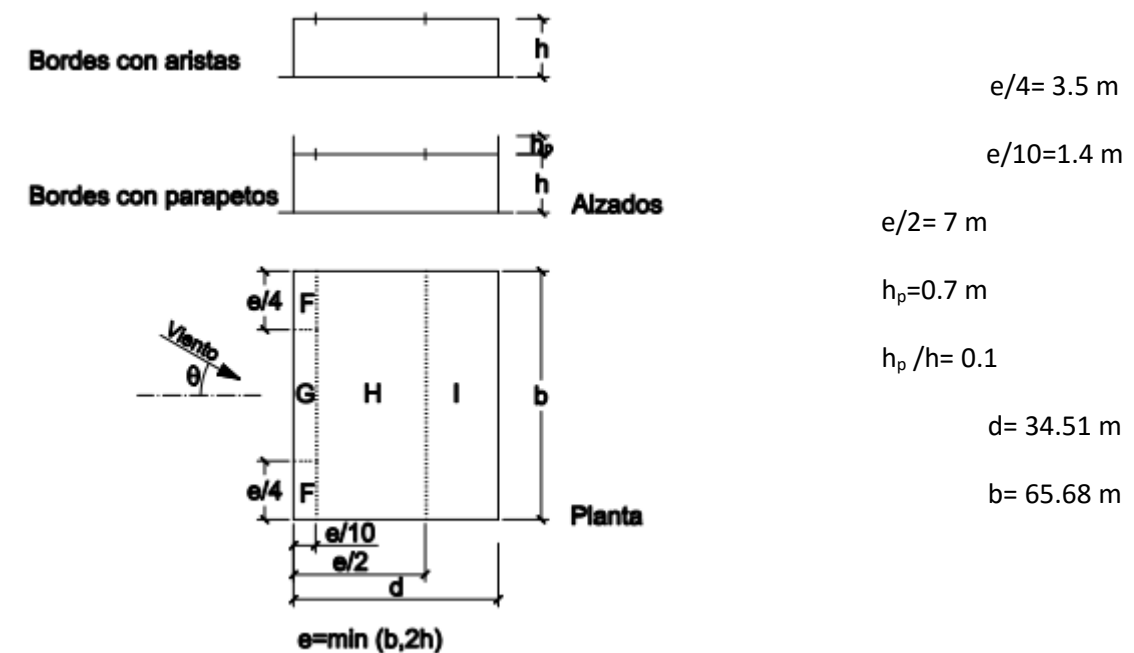


Figura 3.3. Paramentos verticales, tabla D.3 CTE DB-SE-AE. Anejo D.3

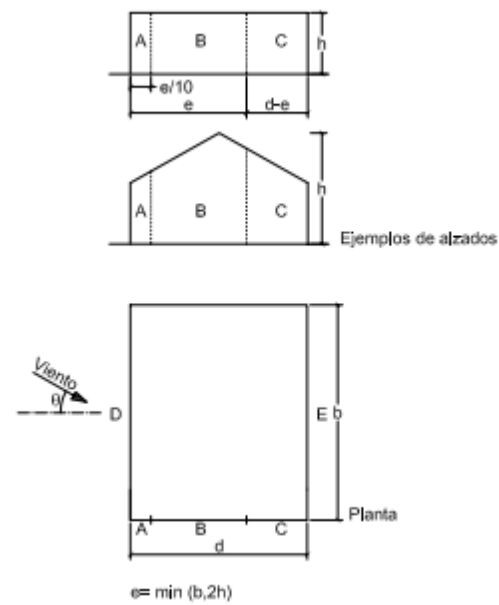


Figura 3.4. Paramentos verticales, CTE DB-SE-AE, Anejo D.3

A continuación, se detallan las cargas de viento actuantes en cada zona;

| Zonas | c_p | $q_e \text{ kN/m}^2$ |
|-------|-------|----------------------|
| A | -1.2 | -0.78 |
| B | -0.8 | -0.52 |
| C | 0.00 | 0.00 |
| D | 0.7 | 0.45 |
| E | -0.3 | -0.19 |
| F | -1.2 | -0.78 |
| G | -0.8 | -0.52 |
| H | -0.7 | -0.45 |
| I | -0.2 | -0.13 |

Tabla 3.1. Cargas de viento

Opción de carga de viento, **V2**:

En esta opción las zonas siguen siendo las mismas y están dispuestas en el mismo lugar de la cubierta que en la opción 1, pudiendo visualizarse en las imágenes expuestas anteriormente. La variación respecto a los casos anteriores, es el valor del coeficiente de presión / succión, y en consecuencia el valor de la carga actuante:

| Zonas | c_p | $q_e \text{ kN/m}^2$ |
|-------|-------|----------------------|
| A | -1.2 | -0.78 |
| B | -0.8 | -0.52 |
| C | 0.00 | 0.00 |
| D | 0.7 | 0.45 |
| E | -0.3 | -0.19 |
| F | -1.2 | -0.78 |
| G | -0.8 | -0.52 |
| H | -0.7 | -0.45 |
| I | 0.2 | 0.13 |

Tabla 3.2. Cargas de viento

Opción carga de viento, **V3**:

En esta opción la estructura recibe al viento por la fachada opuesta a la opción V1, por tanto, las cargas tienen el mismo valor, pero su posición varía. La zona I intercambia su posición las zonas F y G. De igual modo ocurre con las zonas de la fachada, las zonas A y C intercambian sus posiciones, al igual que las zonas D y E.



Opción de carga de viento, V4:

En esta opción la estructura recibe al viento por la fachada opuesta a la opción V2, por tanto, las cargas tienen el mismo valor, pero su posición varía. La zona I intercambia su posición las zonas F y G. De igual modo ocurre con las zonas de la fachada, las zonas A y C intercambian sus posiciones, al igual que las zonas D y E.

Opción de carga de viento, V5:

En este caso las zonas D pasa a estar en la fachada en la cual actúa el viento conforme a la imagen Tabla D.4 cubiertas planas, CTE, DB-SE-AE, Anejo D.3, y la zona E pasa a situarse en la fachada opuesta a la de la zona D. Por otro lado, las zonas A, B y C se distribuyen en este caso a lo largo de la fachada de mayor longitud.

A continuación, se detallan las cargas actuantes en cada zona;

| Zonas | c_p | $q_e \text{ kN/m}^2$ |
|-------|-------|----------------------|
| A | -1.2 | -0.78 |
| B | -0.8 | -0.52 |
| C | 0.00 | 0.00 |
| D | 0.7 | 0.45 |
| E | -0.3 | -0.19 |
| F | -1.2 | -0.78 |
| G | -0.8 | -0.52 |
| H | -0.7 | -0.45 |
| I | -0.2 | -0.13 |

Tabla 3.3. Cargas de viento

Opción de carga de viento, V6:

En esta opción las zonas siguen siendo las mismas y están dispuestas en el mismo lugar de la cubierta que en la opción 5, pudiendo visualizarse en las imágenes expuestas anteriormente. La variación respecto a los casos anteriores, es el valor del coeficiente de presión/ succión, y en consecuencia el valor de la carga actuante.

| Zonas | c_p | $q_e \text{ kN/m}^2$ |
|-------|-------|----------------------|
| A | -1.2 | -0.78 |
| B | -0.8 | -0.52 |
| C | 0.00 | 0.00 |
| D | 0.7 | 0.45 |
| E | -0.3 | -0.19 |
| F | -1.2 | -0.78 |
| G | -0.8 | -0.52 |
| H | -0.7 | -0.45 |
| I | 0.2 | 0.13 |

Tabla 3.4. Cargas de viento

Opción de carga de viento, V7:

En esta opción la estructura recibe al viento por la fachada opuesta a la opción V5, por tanto, las cargas tienen el mismo valor, pero su posición varía. La zona I intercambia su posición las zonas F y G. De igual modo ocurre con las zonas de la fachada, las zonas A y C intercambian sus posiciones, al igual que las zonas D y E.

Opción de carga de viento, V8:

En esta opción la estructura recibe al viento por la fachada opuesta a la opción V6, por tanto, las cargas tienen el mismo valor, pero su posición varía. La zona I intercambia su posición las zonas F y G. De igual modo ocurre con las zonas de la fachada, las zonas A y C intercambian sus posiciones, al igual que las zonas D y E.

3.2.3 Nieve

Dicha carga depende del clima del lugar por tanto depende de distintos parámetros. Según el CTE DB-SE-AE el valor de la carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal, puede tomarse como;

$$q_n = \mu \cdot s_k$$

μ , es el coeficiente que tiene en cuenta la forma de la cubierta, en nuestro caso podemos añadir que nuestra cubierta presenta un faldón limitado interiormente, y en el que no hay impedimento al deslizamiento de nieve, además de una pendiente del 10%, por lo tanto, el valor de forma tiene valor igual a la unidad.

s_k , es el valor de la sobrecarga de nieve según la capital de provincia. Nuestro edificio está situado en Paterna, Valencia por lo que s_k adquiere un valor de 0.2.

$$q_n = 0.2 \text{ kN/m}^2$$

3.2.3. Temperatura

Según el Anejo E y el apartado 3.4. del CTE DB-SE-AE, la temperatura máxima que pueden alcanzar los elementos exteriores es de 43°C por el contrario la temperatura mínima que pueden alcanzar estos elementos es de -5°C. Realizando una media entre ambas, se obtiene una temperatura media de exposición de 24°C. Por tanto se decide que la construcción de los elementos estructurales se realizará cuando la temperatura ambiente este entre 20 y 24°C.

Finalizada la construcción, los elementos estructurales se encontraran protegidos en el interior del edificio por lo que su temperatura durante todo el año será de 20°C.

Debido a que la variación de temperatura entre el proceso de construcción y cuando la estructura se encuentra en servicio, está entorno a los 4°C, se decide que la temperatura no va a tener un papel relevante en el cálculo de la estructura.

3.2.4. Acciones sísmicas

Todos los cálculos respecto a las acciones sísmicas, se realizarán conforme a la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02).

En primer lugar, se procede a la clasificación del edificio proyectado, siendo este un edificio de uso terciario situado en la localidad de Paterna, Valencia. Se decide que el edificio proyectado presenta clasificación de importancia normal puesto que, su destrucción en caso de terremoto, puede ocasionar víctimas, interrumpir un servicio, no imprescindible y producir importantes pérdidas económicas.

En el caso en el que nos encontramos, un edificio con clasificación de importancia normal, la norma no es de aplicación en los siguientes casos:

-En las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entres sí en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica básica a_b sea inferior a 0.08g.

Por lo que se va a proceder a obtener el valor que adquirirá la aceleración sísmica básica, conforme a; el Capítulo II, información sísmica, 2.2 Aceleración sísmica de cálculo, de la norma NCSE.

La aceleración sísmica básica viene dada en el apartado 2.1, el mapa sísmico de la norma sismorresistente NCSE-02.



Figura 3.5. Mapa sísmico

El edificio está situado en Paterna, Valencia, por lo que le corresponde una aceleración sísmica básica comprendida entre 0.04g < a_b < 0.08g. De lo que se deduce que nos encontramos en un caso en el que la norma sismorresistente no es de aplicación.

3.3. ACCIONES EN LA CIMENTACIÓN

Las acciones con las que hay que dimensionar y calcular las zapatas son las transmitidas por el pilar y que son generadas por cargas horizontales y verticales.

Las cargas horizontales transmitidas por el viento, generan momentos flectores en la unión del pilar y la zapata. Por otra parte, las cargas verticales correspondientes al viento, la nieve, la sobrecarga de uso, el peso propio y las dos cargas muertas se transmiten como un axil a la cimentación.

| ESFUERZO | VIENTO | NIEVE | SOBRECARGA DE USO | PESO PROPIO | CARGA MUERTA 1 | CARGA MUERTA 2 |
|-----------------|--------|------------------------|-------------------|------------------------|----------------|----------------|
| N (KN) | 13,96 | 1.20 | 41.30 | 38.45 | 24.42 | 31.96 |
| Mx (KNm) | 15.43 | -6.59X10 ⁻³ | -0.02 | -6.34X10 ⁻³ | -0.01 | -0.02 |
| My (KNm) | -12.52 | 1.20 | 2.36 | 1.50 | 1.40 | 1.83 |

Tabla 3.5. Acciones en zapatas

4. HIPÓTESIS DE CARGA

4.1. ESTRUCTURA

Para el cálculo de la estructura se ha tenido en cuenta una serie de cargas, detalladas anteriormente. Como se ha citado, hay cargas permanentes y variables, con todas ellas se han realizado tres hipótesis de carga para ELU y tres hipótesis de carga para ELS.

ELU (Combinación persistente o transitoria):

-Hipótesis de carga 1: 1.35 PP + 1.35 CM + 1.5 SCU + 0.75 Nieve + 0.9 Viento

-Hipótesis de carga 2: 1.35 PP + 1.35 CM + 0 SCU + 1.5 Nieve + 0.9 Viento

-Hipótesis de carga 3: 1.35 PP + 1.35 CM + 0 SCU + 0.75 Nieve + 1.5 Viento

ELS (Combinación característica):

-Hipótesis de carga 4: PP + CM + SCU + 0.5 Nieve + 0.6 Viento

-Hipótesis de carga 5: PP + CM + 0 SCU + Nieve + 0.6 Viento

-Hipótesis de carga 6: PP + CM + 0 SCU + 0.5 Nieve + Viento

Respecto al viento, se han tenido en cuenta todas las opciones de carga detalladas en el apartado 3.3.2, más adelante se explica con detenimiento como se ha procesado este tipo de carga en el programa de cálculo. Se ha creado una envolvente con los ocho casos de carga de viento, la cual utiliza el caso más desfavorable para el cálculo de esfuerzos.

4.2. CIMENTACIONES

Para el cálculo de la estructura se ha tenido en cuenta una serie de cargas, detalladas anteriormente. Como se ha citado, hay cargas permanentes y variables, con todas ellas se han realizado tres hipótesis de carga para ELU, por una parte, para los axiles, y por otra para los momentos.

Las hipótesis planteadas como axiles son las siguientes:

-Hipótesis de carga 1: PP + CM + 1.3 SCU + 0.5 Nieve + 0.6 Viento

$$N_{q1} = 157,5 \text{ KN}$$

-Hipótesis de carga 2: PP + CM + 0 SCU + 0.5 Nieve + 1.3 Viento

$$N_{q2} = 113.58 \text{ KN}$$

-Hipótesis de carga 3: PP + CM + 0 SCU + 1.3 Nieve + 0.6 Viento

$$N_{q3} = 104.77 \text{ KN}$$

Comparándolo con los axiles obtenidos en los siguientes apartados, se observa que N_{q1} es el que adquiere mayor valor, por tanto se calculan los momentos concomitantes, entorno al eje x e y, con la misma combinación.

Las hipótesis planteadas como momentos son las siguientes:

- M_x = Actúan las cargas permanentes y variables en el caso que ninguna de estas sea favorable, si es favorable no se introduce en la hipótesis. La carga determinante es el viento en este caso. $M_x = 20.02 \text{ KNm}$
- M_y = Actúan las cargas permanentes y variables en el caso que ninguna de estas sea favorable, si es favorable no se introduce en la hipótesis. La carga determinante es el viento en este caso, pero al ser favorable, solamente aparece como variable la nieve con su coeficiente correspondiente (0.5). $M_y = 5.33 \text{ KNm}$

5. MODELO ESTRUCTURAL

5.3. PROGRAMAS DE ORDENADOR UTILIZADOS

5.3.3. SAP 2000

Para el dimensionamiento de todos los elementos de la estructura, así como para las respectivas comprobaciones resistentes de ELU y ELS, y sus diferentes combinaciones de cargas, hemos empleado el programa de cálculo SAP 2000.

5.2. MODELO EMPLEADO

Se ha empleado un modelo 3D, con todos los elementos que componen la estructura. A continuación, se desarrollará paso a paso como se ha realizado el dimensionamiento de la estructura.

En primer lugar, se importa la estructura que se ha dibujado en AUTOCAD en 3D divididas en capas (para ser más sencillo luego a la hora de trabajar en SAP e introducir propiedades al conjunto). Se importa capa a capa nuestra estructura. (Figura 5.1)

Posteriormente se procederá la restricción de los apoyos, empotrando los pilares en la parte inferior para impedir así todos los movimientos y liberándolos en la superior, al igual que se deberán articular todas las barras que conforman la malla, para que el programa entienda bien cómo se debe calcular y de los resultados correctos a la hora de calcular e introducir cargas. (Figura 5.2)

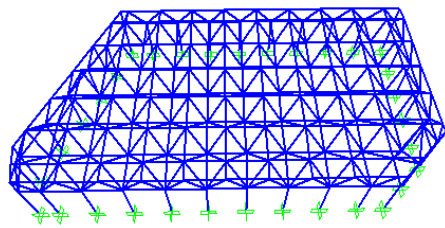


Figura 5.1. Malla espacial SAP 2000

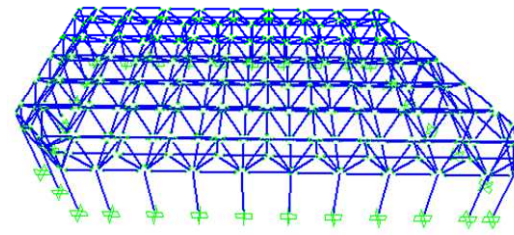


Figura 5.2. Malla nudos SAP 2000

Para simplificar los cálculos, se ha extraído una porción de malla, compuesta por dos vigas secundarias y sus 3 respectivas correas (Figura 5.3), y se han calculado en un SAP aparte colocando todas las cargas. La reacción que generen esas cargas en los apoyos, se aplicará posteriormente en los nudos de la malla completa (Multipliéndola por 4 ya que al nudo la llegan 4 veces esa carga).

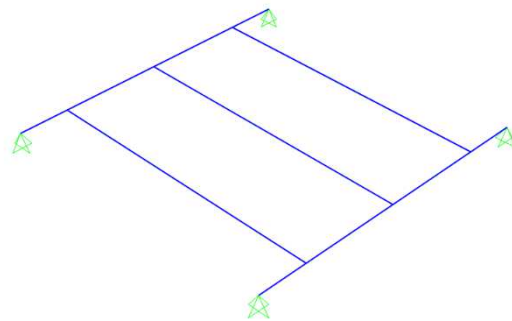


Figura 5.3. Porción de malla SAP 2000

Como ya se ha comentado, primero se calculará esa pequeña porción de malla, con sus cargas correspondientes. Introduciendo en los puntos donde actúan, tanto la carga muerta (cubierta), como la

sobrecarga, la nieve, y las 7 variantes de viento que existen, para que el programa me calcule la opción de viento más desfavorable. Previamente a la introducción de cargas, se introducirá el tipo de material y los perfiles que anteriormente se han predimensionado. Son perfiles de acero S275, un perfil IPE 160 para las correas y un perfil HEA200 para las vigas secundarias.

Con estas cargas y el cálculo de las diferentes combinaciones tanto en ELU y ELS, se procederá a calcular la sección para ver si cumple o no. Estas envolturas son las siguientes:

$$-ELU_1 = 1.35 (CM1+DEAD) + 1.5 SCU + 0.75 Nieve + 0.9 ENV_AUX_VIENTO$$

$$-ELU_2 = 1.35 (CM1+DEAD) + 1.5 Nieve + 0 SCU + 0.9 ENV_AUX_VIENTO$$

$$-ELU_3 = 1.35 (CM1+DEAD) + 1.5 ENV_AUX_VIENTO + 0 SCU + 0.75 Nieve$$

$$-ELS_1_PocoProbable = 1.00 (CM1+DEAD) + 1.00 SCU + 0.5 Nieve + 0.6 ENV_AUX_VIENTO$$

$$-ELS_2_PocoProbable = 1.00 (CM1+DEAD) + 1.00 Nieve + 0 SCU + 0.6 ENV_AUX_VIENTO$$

$$-ELS_3_PocoProbable = 1.00 (CM1+DEAD) + 1.00 ENV_AUX_VIENTO + 0.5 Nieve + 0 SCU$$

Tras darle al botón calcular, se comprobará si los perfiles comentados, funcionan correctamente frente a las cargas existentes. La solución obtenida es la siguiente:

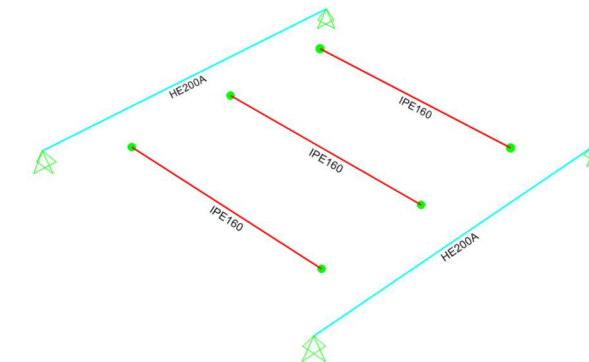


Figura 5.4. Perfiles principales SAP 2000

Las correas se deben aumentar a un IPE180 ya que aparecen en color rojo, lo que indica que este perfil no resistirá frente a las cargas que posee mi estructura. Así se ha hecho, se ha aumentado el perfil y se ha obtenido lo siguiente:

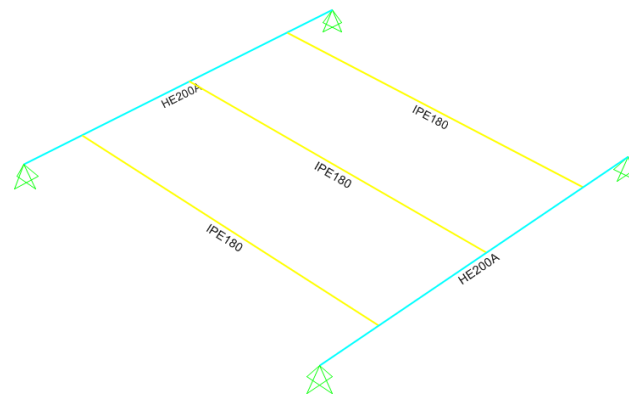


Figura 5.5. Perfiles definitivos SAP 2000

Ahora sí que se puede proseguir, ya que las correas aguantan de un 70-80%, lo que significa que dan demasiado sobredimensionadas y resiste las cargas introducidas en un porcentaje bastante alto.

Los datos que se deben apuntar y tener en cuenta, son las reacciones que generan las acciones en los apoyos. En el caso del viento, solo se cogerán los valores más desfavorables, ya que los restantes nos sirven únicamente para comprobar la resistencia de las correas; al comprobar que ante estos valores funcionan y resisten correctamente, solo queda comprobar que la malla al completo resiste frente a la envolvente de viento más desfavorable.

Las reacciones son las siguientes:

- Peso propio: -2.04 KN
- Carga muerta: -2.67 KN
- Sobrecarga de uso: -3.45 KN
- Nieve: -1.73 KN

En cuanto al viento, sólo hace falta conocer las reacciones debidas a los casos V3, V7 y V8:

- V3: -1.12 KN
- V7: 3.88 KN
- V8: 1.12 KN

Las reacciones expuestas anteriormente, corresponden solo a ¼ de la malla correspondiente a un nudo, ya que al nudo llegan cuatro vigas, y la reacción calculada solo corresponde a una de ellas. Por ello ese valor lo multiplicamos por 4.

En los extremos de la malla donde las vigas son más pequeñas, se hará una relación de áreas para poder saber carga que le llega a ese nudo.

Por tanto, la malla queda dividida en dos grupos:

1) Reacciones multiplicadas por 4

- CM1(pp)= -2,04 x 4 = -8,16 KN

- CM2(cm)= -2,67 x 4 = -10,68 KN
- SC= -3,45 x 4 = -13,8 KN
- NIEVE= -1,73 x 4 = -6,92 KN
- V3= -1,12 x 4 = -4,48 KN
- V7= 3,88 x 4 = 15,52 KN
- V8= 1,12 x 4 = 4,48 KN

2) Relación de áreas

- CM1(pp)
A1= 34, 51 m² → -2, 04 KN
A2= 17,41 m² → x
x= 1, 03 KN → R= (2, 04 x 2) + (1, 03 x 2) = -6, 14 KN

- CM2(cm)
A1= 34, 51 m² → -2, 67 KN
A2= 17,41 m² → x
x= 1, 35 KN → R= (2, 67 x 2) + (1, 35 x 2) = -8,03 KN

- SC
A1= 34, 51 m² → -3,45 KN
A2= 17,41 m² → x
x= 1,74 KN → R= (3,45 x 2) + (1, 74 x 2) = -10,38 KN

- NIEVE
A1= 34, 51 m² → -1,73 KN
A2= 17,41 m² → x
x= 0,87 KN → R= (1,73 x 2) + (0,87 x 2) = 5,21 KN

- V3
A1= 34, 51 m² → -1,12 KN
A2= 17,41 m² → x
x= 0,57 KN → R= (1,12 x 2) + (0,57 x 2) = -3,37 KN

- V7
A1= 34, 51 m² → 3, 88 KN
A2= 17, 41 m² → x
x= 1, 96 KN → R= (3, 88 x 2) + (1, 96 x 2) = 11, 67 KN

- V8
A1= 34, 51 m² → 1, 12 KN
A2= 17, 41 m² → x
x= 0,57 KN → R= (1, 12 x 2) + (0,57 x 2) = 3,38 KN

Una vez obtenidas todas las cargas que debemos introducir, se meten en el programa junto con las diferentes envolventes:

-AUX_VIENTO= En esta envolvente introducimos todas las combinaciones de viento posibles, para que el mismo programa calcule la estructura con la más desfavorable.

-ELU_1 = 1.35 (CM1+CM2+DEAD) + 1.5 SCU + 0.75 Nieve +0.9 ENV_AUX_VIENTO

-ELU_2= 1.35 (CM1+CM2+DEAD) + 1.5 Nieve + 0 SCU +0.9 ENV_AUX_VIENTO

-ELU_3 = 1.35 (CM1+CM2+DEAD) + 1.5 ENV_AUX_VIENTO + 0 SCU +0.75 Nieve

-ELS_1_PocoProbable=1.00 (CM1+CM2+DEAD) + 1.00 SCU + 0.5 Nieve +0.6 ENV_AUX_VIENTO

-ELS_2_PocoProbable=1.00 (CM1+CM2+DEAD) + 1.00 Nieve + 0 SCU +0.6 ENV_AUX_VIENTO

-ELS_3_PocoProbable=1.00 (CM1+CM2+DEAD) + 1.00 ENV_AUX_VIENTO + 0.5 Nieve +0 SCU

A su vez se debe introducir tanto el material (S275) como todos los perfiles que pertenecen a la malla espacial. Al importarse en capas, ha resultado ser más sencillo el introducirlo por grupos. Una vez metidos, se debe calcular tantas veces hasta que la estructura cumpla con los perfiles introducidos. Tras varios cambios de perfil, estos han sido los definitivos:

-Malla superior 1: 114.3x5mm

- Malla superior 2: 219.1x6.3mm

-Malla inferior 1: 101.6x12.5mm

- Malla inferior 2: 101.6x3.2mm

-Perímetro adaptable: 76.1x10mm

-Diagonales área pequeña: 101.6x12.5mm

-Diagonales área grande: 101.6x5mm

Se han planteado varios grupos dentro de los elementos principales para así evitar, un posible sobredimensionamiento y con ello un exceso económico.

De esta forma ya quedaría nuestra estructura diseñada, con todos los elementos y sus respectivos perfiles para poder resistir todas las cargas que se plantean.

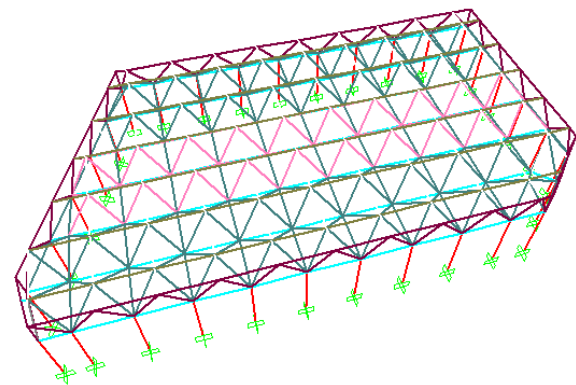


Figura 5.6. Malla por colores correspondientes a cada grupo

6. COMPROBACIONES ESTRUCTURALES

6.1 OBTENCIÓN DE LOS DATOS

Como se cita anteriormente, la estructura se ha predimensionado y comprobado con el programa de cálculo SAP 2000.

Tras varias iteraciones se consigue ajustar la estructura a los perfiles adecuados, en la primera iteración los perfiles indicados se basan en cálculos realizados con hojas de cálculo diseñadas según la normativa EAE.

Para el cálculo de la estructura el programa SAP 2000, utiliza la normativa europea, en concreto los Eurocódigos (poner la versión del sap), por tanto, los resultados que ofrece el programa de cálculo provienen de las comprobaciones explícitas en esta norma.

Las comprobaciones que se realizan para asegurar el buen funcionamiento de la estructura, las cuales se detallan en apartados posteriores, son las exigidas por la normativa española, EAE debido a la familiarización con esta normativa.

Cabe añadir que todos los datos que se muestran a continuación se extraen de las tablas que muestran las características resistentes de cada material, una vez finalizada la comprobación de la estructura.

Todas las comprobaciones que exijan los grupos citados anteriormente, se realizan para el elemento más solicitado del grupo frente a cada acción.

6.2 SECCIÓN TIPO

La sección tipo, como ya se ha comentado, debido a la gran cantidad de perfiles, está formada por varios elementos, los cuales se han decidido dividir por grupo para evitar el sobredimensionamiento de algunos de ellos, ya que unos soportan más carga que otros.

Las comprobaciones que se detallan a continuación, son los valores que soporta la barra más desfavorable dentro de cada grupo.

6.3 CUBIERTA

6.3.2 Flecha

Para la cubierta, se ha tomado como referencia un catálogo de soluciones de cubierta, de la empresa Acelor Mital la cual usa perfiles Hacierco gama Deck y Trapeza de la empresa Arval, de la que se ha escogido la cubierta IR 221 capaz de resistir una luz de 3m con un perfil Hacierco gama Deck y otro Trapeza, lo que conlleva que nuestra luz entre correas de 2m, la resistirá perfectamente.

Consideramos para el cálculo y comprobación de la flecha de la cubierta un tramo biapoyado.

Según el CTE, DB-SE, la flecha para garantizar la integridad, la flecha debe ser menor que L/300. Para garantizar el confort, la flecha debe ser menor a L/350 y, por último, para garantizar la apariencia, la flecha debe ser menor a L/300. Por tanto, de todo esto se puede deducir que, si se exige que la flecha sea menor a L/350 ese estará cumpliendo todos los requisitos de la norma.

A partir del catálogo del perfil Hacierco, se obtiene la carga máxima para tener una flecha de L/200, así que se tiene que obtener la carga máxima para tener una flecha de L/350 y comparar esta carga con la que le llega a la cubierta.

Las cargas que le llegan al perfil son;

- Sobrecarga de uso, 0.4 KN/m2.
- Nieve, 0.2 KN/m2.
- Viento, 0.13 KN/m2.
- Cubierta, 0.31 KN/m2.

Dando así una carga q que llega al perfil de 1.2 KN/m2.

Con los datos proporcionados por el catálogo, y comparando los resultados para que se cumplan las restricciones pertinentes, el perfil que cumple con los requisitos, es el perfil 4.250.46D AA para el HACIERCO gama Deck, y el perfil 4.268.33C para el HACIERCO gama Trapeza.

6.4. CORREAS

6.4.1 Comprobaciones ELU

6.4.1.1 Resistencia de la sección

6.4.1.1.1 Momento flector

Para hacer la comprobación frente a la flexión hay que regirse según el artículo 34.4 de la EAE donde explica que el valor de cálculo del momento flector Med deberá cumplir para cualquier sección transversal la siguiente condición:

$$M_{ed} \leq M_{c,Rd}$$

$$M_{ed} = 11.67 \text{ KNm}$$

Las correas, son un perfil IPE 180; siendo una sección de clase 1, la resistencia de cálculo de la sección a flexión es:

$$M_{c,Rd} = (W_{pl} \cdot f_y) / \gamma_{mo}$$

$$M_{c,Rd} = 43,58 \text{ KN m}$$

Como se puede observar, el momento de cálculo es menor al momento máximo que resiste la sección, garantizando así que las correas cumplen frente al momento flector.

6.3.1.1.2 Cortante

Para la comprobación frente a cortante, la condición impuesta por la EAE en el artículo 34.5 es la siguiente; El valor de cálculo del esfuerzo cortante Ved deberá cumplir para cualquier sección transversal:

$$V_{ed} \leq V_{c,Rd}$$

$$V_{ed} = 8.12 \text{ KN}$$

Continuando con el mismo perfil, $V_{c,Rd}$ es la resistencia plástica de cálculo a cortante:

$$V_{pl,Rd} = [A(f_y/v_3)] / \gamma_{mo}$$

$$V_{pl,Rd} = 157.72 \text{ KN}$$

Comparando de nuevo el valor de cálculo con la resistencia de la sección, cumple la condición, por tanto, cumple frente a cortante.

6.3.1.1.3 Flector + Cortante

Continuando con la EAE, pero ahora con la comprobación de la interacción de esfuerzos Flexión y cortante, nos posicionamos en el apartado 34.7.1. Para que nuestra sección cumpla frente a esta interacción, el valor de cálculo del esfuerzo cortante Ved no deberá superar el 50% de la resistencia plástica de la sección $V_{pl,Rd}$. Procediendo a dicha comprobación tenemos:

$$V_{ed} < 0.5 V_{pl,Rd}$$

$$8.12 \text{ KN} < 78.86 \text{ KN}$$

Cumpliendo con la expresión anterior, cumple nuestra sección frente a esta combinación de esfuerzos.

6.3.2 Comprobaciones ELS

6.3.2.1 Comprobación a flecha

Según el CTE, DB-SE, la flecha para garantizar la integridad, la flecha debe ser menor que L/300. Para garantizar el confort, la flecha debe ser menor a L/350 y, por último, para garantizar la apariencia, la flecha debe ser menor a L/300. Por tanto, de todo esto se puede deducir que, si se exige que la flecha sea menor a L/350 ese estará cumpliendo todos los requisitos de la norma.

Con las cargas existentes, se procede a calcular la flecha vertical frente a las tres situaciones, confort y apariencia con la combinación poco probable e integridad con la cuasipermanente. Una vez hecho el cálculo, se tiene que la flecha producida en la situación de confort y apariencia es de

0.59 m. Por otra parte, la flecha por parte de la situación de integridad aumenta a 0.76 m. Como resultado, se tiene que la flecha máxima existente es menor que la exigida, cumpliendo de esta forma la comprobación a flecha.

6.5 VIGAS SECUNDARIAS

6.4.1 Comprobaciones ELU

6.4.1.1 Resistencia de la sección

6.4.1.1.1 Momento flector

Para hacer la comprobación frente a la flexión hay que regirse según el artículo 34.4 de la EAE donde explica que el valor de cálculo del momento flector M_{ed} deberá cumplir para cualquier sección transversal la siguiente condición:

$$M_{ed} \leq M_{c,Rd}$$

$$M_{ed} = 22.16 \text{ KNm}$$

Las vigas secundarias, son un perfil HEA 200; siendo una sección de clase 1, la resistencia de cálculo de la sección a flexión es:

$$M_{c,Rd} = (W_{pl} \cdot f_y) / \gamma_{mo}$$

$$M_{c,Rd} = 112.49 \text{ KNm}$$

Como se puede observar, el momento de cálculo es menor al momento máximo que resiste la sección, garantizando así que las vigas secundarias cumplen frente al momento flector.

6.4.1.1.2 Cortante

Para la comprobación frente a cortante, la condición impuesta por la EAE en el artículo 34.5 es la siguiente; El valor de cálculo del esfuerzo cortante V_{ed} deberá cumplir para cualquier sección transversal:

$$V_{ed} \leq V_{c,Rd}$$

$$V_{ed} = 11.08 \text{ KN}$$

Continuando con el mismo perfil, $V_{c,Rd}$ es la resistencia plástica de cálculo a cortante:

$$V_{pl,Rd} = [A(f_y/\sqrt{3})] / \gamma_{mo}$$

$$V_{pl,Rd} = 194.52 \text{ KN}$$

Comparando de nuevo el valor de cálculo con la resistencia de la sección, cumple la condición, por tanto, cumple frente a cortante.

6.3.1.1.3 Flector + Cortante

Continuando con la EAE, pero ahora con la comprobación de la interacción de esfuerzos Flexión y cortante, nos posicionamos en el apartado 34.7.1. Para que nuestra sección cumpla frente a esta interacción, el valor de cálculo del esfuerzo cortante V_{ed} no deberá superar el 50% de la resistencia plástica de la sección $V_{pl,Rd}$. Procediendo a dicha comprobación tenemos:

$$V_{ed} < 0.5 V_{pl,Rd}$$

$$11.08 \text{ KN} < 97.26 \text{ KN}$$

Cumpliendo con la expresión anterior, cumple nuestra sección frente a esta combinación de esfuerzos.

6.3.2 Comprobaciones ELS

6.3.2.1 Comprobación a flecha

Según el CTE, DB-SE, la flecha para garantizar la integridad, la flecha debe ser menor que $L/300$. Para garantizar el confort, la flecha debe ser menor a $L/350$ y, por último, para garantizar la apariencia, la flecha debe ser menor a $L/300$. Por tanto, de todo esto se puede deducir que, si se exige que la flecha sea menor a $L/350$ ese estará cumpliendo todos los requisitos de la norma.

Con las cargas existentes, se procede a calcular la flecha vertical frente a las tres situaciones, confort y apariencia con la combinación poco probable e integridad con la cuasipermanente. Una vez hecho el cálculo, se tiene que la flecha producida en la situación de confort y apariencia es de 1.262 m. Por otra parte, la flecha por parte de la situación de integridad aumenta a 1.335 m. Como resultado, se tiene que la flecha máxima existente es menor que la exigida, cumpliendo de esta forma la comprobación a flecha.

6.6. MALLA

La malla está compuesta por varios elementos, distribuidos en ella de maneras muy distintas. Como se ha mencionado en varias ocasiones a lo largo de este anejo, todos estos elementos los hemos dividido en grupos con diferentes secciones. Por tanto, a continuación, se irán desarrollando las diferentes comprobaciones, con los perfiles que sufran cada uno de esos esfuerzos.

6.6.1 Comprobaciones ELU

6.6.1.1 Resistencia de la sección

6.6.1.1.1 Momento flector

Para hacer la comprobación frente a la flexión hay que regirse según el artículo 34.4 de la EAE donde explica que el valor de cálculo del momento flector M_{ed} deberá cumplir para cualquier sección transversal la siguiente condición:

$$M_{ed} \leq M_{c,Rd}$$

Como todos los elementos de la estructura sufren este esfuerzo, se irán comprobando uno a uno, cogiendo el valor más desfavorable, dentro de cada grupo (se extraen todos los datos del catálogo del grupo CONDESA y del programa de cálculo SAP2000):

| Elemento | Sección (mm) | Ved kN | Vc,Rd kN |
|----------------------------|-----------------|--------|----------|
| Malla inf.1 | Tubo 101.6x12.5 | 1.05 | 52.92 |
| Malla inf.2 | Tubo 101.6x3.2 | 0.308 | 44.86 |
| Malla sup.1 | Tubo 114.3x5 | 0.534 | 78.02 |
| Malla sup.2 | Tubo 219.1x6.3 | 1.82 | 190.98 |
| Perímetro adaptable | Tubo 76.1x10 | 0.67 | 94.35 |
| Diagonales a.gra | Tubo 101.6x5 | 0.327 | 68.95 |
| Diagonales a.peq | Tubo 101.6x12.5 | 0.754 | 158.77 |

Tabla 6.1. Momentos flectores por grupos

Como se puede observar, todos los perfiles cumplen la condición expuesta, lo que significa que nuestra malla funciona bien frente a los esfuerzos de flexión.

6.6.1.1.2 Cortante

Para la comprobación frente a cortante, la condición impuesta por la EAE en el artículo 34.5 es la siguiente; El valor de cálculo del esfuerzo cortante V_{ed} deberá cumplir para cualquier sección transversal:

$$V_{ed} \leq V_{c,Rd}$$

De nuevo se comprueban todos los elementos por estar sometidos su totalidad, a esfuerzos de cortante. Todos los datos que usamos para hacer dicho cálculo se extraen del modelo de cálculo SAP200 y del catálogo del grupo CONDESA:

| Elemento | Sección (mm) | Med kN m | Mc,Rd kN m |
|----------------------------|-----------------|----------|------------|
| Malla inf.1 | Tubo 101.6x12.5 | 1.51 | 26.16 |
| Malla inf.2 | Tubo 101.6x3.2 | 0.46 | 8.11 |
| Malla sup.1 | Tubo 114.3x5 | 0.801 | 15.66 |
| Malla sup.2 | Tubo 219.1x6.3 | 3.76 | 74.64 |
| Perímetro adaptable | Tubo 76.1x10 | 1.04 | 11.52 |
| Diagonales a.gra | Tubo 101.6x5 | 0.42 | 12.23 |
| Diagonales a.peq | Tubo 101.6x12.5 | 0.96 | 26.16 |

Tabla 6.2. Cortantes por grupos

Se puede comprobar que todas las secciones cumplen la condición de $V_{ed} \leq V_{c,Rd}$.

6.6.1.1.3 Axil

Cumpliendo con el artículo 34.3 de la normativa EAE frente a axil, se deben calcular las secciones tal que el valor de cálculo del esfuerzo axil de compresión y tracción N_{ed} sea menor que la resistencia de cálculo de la sección a compresión $N_{c,Rd}$ y a tracción $N_{t,Rd}$:

$$N_{ed} \leq N_{c,Rd}$$

$$N_{ed} \leq N_{t,Rd}$$

Se comprueban todos los elementos por estar sometidos su totalidad, a esfuerzos axiales. Todos los datos que usamos para hacer dicho cálculo se extraen del modelo de cálculo SAP200 y del catálogo del grupo CONDESA:

| Elemento | Sección (mm) | Ned KN | Nc,Rd KN | Nt,Rd KN |
|--------------------|-----------------|--------|----------|----------|
| Malla inf.1 | Tubo 101.6x12.5 | 598 | - | 916.67 |
| Malla inf.2 | Tubo 101.6x3.2 | 95 | - | 259.02 |

| | | | | |
|----------------------------|-----------------|---------|--------|--------|
| Malla sup.1 | Tubo 114.3x5 | -91.8 | 450 | - |
| Malla sup.2 | Tubo 219.1x6.3 | -615 | 1102.6 | - |
| Perímetro adaptable | Tubo 76.1x10 | 39.27 | - | 574.76 |
| Diagonales a.gra | Tubo 101.6x5 | -124 | - | 398.1 |
| Diagonales a.peq | Tubo 101.6x12.5 | -170.78 | - | 916.67 |

Tabla 6.3. Axiles por grupos

Se puede comprobar que todas las secciones cumplen la condición de $N_{ed} \leq N_{t,Rd}$ o $N_{c,Rd}$ ante los valores más desfavorables de cada grupo.

6.6.1.1.4 Flector + Cortante

Continuando con la EAE, pero ahora con la comprobación de la interacción de esfuerzos Flexión y cortante, nos posicionamos en el apartado 34.7.1. Para que nuestra sección cumpla frente a esta interacción, el valor de cálculo del esfuerzo cortante V_{ed} no deberá superar el 50% de la resistencia plástica de la sección $V_{pl,Rd}$. Procediendo a dicha comprobación tenemos:

$$V_{ed} < 0.5 V_{c,Rd}$$

Analizándolo grupo por grupo tenemos lo siguiente:

| Elemento | Sección (mm) | Ved KN | 0.5 Vc,Rd |
|----------------------------|-----------------|--------|-----------|
| Malla inf.1 | Tubo 101.6x12.5 | 1.05 | 26.46 |
| Malla inf.2 | Tubo 101.6x3.2 | 0.308 | 44.86 |
| Malla sup.1 | Tubo 114.3x5 | 0.534 | 39.01 |
| Malla sup.2 | Tubo 219.1x6.3 | 1.82 | 95.49 |
| Perímetro adaptable | Tubo 76.1x10 | 0.67 | 47.17 |
| Diagonales a.gra | Tubo 101.6x5 | 0.327 | 34.47 |
| Diagonales a.peq | Tubo 101.6x12.5 | 0.754 | 79.39 |

Tabla 6.4. Flector + Cortante por grupos

Siendo superiores los valores de cálculo al 50% los de resistencia de cálculo de la sección, cumple la normativa expuesta en la EAE.

6.6.1.1.5 Flector + Axil

Según el artículo 34.7.2 de la EAE todas las secciones que se verifique la expresión impuesta a continuación, resistirán frente flexión +axil;

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

Se procede al cálculo de la resistencia plástica de cálculo a flexión reducida para todas las secciones. Al tener secciones huecas circulares, podrá aplicarse la siguiente expresión:

$$M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = M_{c,Rd} (1 - n^{1.7})$$

$$n = V_{ed} / N_{pl,Rd}$$

En el caso de la malla inf.1 → $M_{N,y,Rd} = 13.50$ KNm

En el caso de la malla inf.2 → $M_{N,y,Rd} = 6.64$ KNm

En el caso de la malla sup.1 → $M_{N,y,Rd} = 14.61$ KNm

En el caso de la malla sup.2 → $M_{N,y,Rd} = 46.97$ KNm

En el caso del perímetro adaptable → $M_{N,y,Rd} = 11.4$ KNm

En el caso de la malla inclinada a.pequeña → $M_{N,y,Rd} = 24.66$ KNm

En el caso de la malla inclinada a.grande → $M_{N,y,Rd} = 10.55$ KNm

Cumpliendo siempre con lo establecido, cumplen las secciones frente a los esfuerzos de Flexión + Axil.

6.6.1.2 Resistencia frente a pandeo lateral

Según el apartado 35.1 de la EAE, los elementos comprimidos que cumplirán a pandeo siempre que;

$$N_{ed} < N_{b,Rd}$$

$$N_{b,Rd} = (\chi^* A^* f_y) / \gamma_{m1}$$



A continuación, se procede a la comparación del axil de compresión de cálculo y la resistencia de cálculo a pandeo. Añadir que no todos los elementos sufren compresión, por lo tanto, únicamente se va a detallar dicha comprobación para los elementos sometidos a este tipo de esfuerzo.

Estando frente a una curva de pandeo “a” estos son los resultados:

| Elemento | Sección (mm) | Ned KN | Nb,Rd |
|-------------------------|-----------------|---------|-------|
| Malla sup.1 | Tubo 114.3x5 | -91.8 | 111.3 |
| Malla sup.2 | Tubo 219.1x6.3 | -615 | 708.8 |
| Diagonales a.gra | Tubo 101.6x5 | -124 | 204.6 |
| Diagonales a.peq | Tubo 101.6x12.5 | -170.78 | 213.8 |

Tabla 6.5. Pandeo lateral por grupos

6.6.2 Comprobaciones ELS

6.6.2.1 Comprobación a flecha

Según el CTE, DB-SE, la flecha para garantizar la integridad, la flecha debe ser menor que L/300. Para garantizar el confort, la flecha debe ser menor a L/350 y, por último, para garantizar la apariencia, la flecha debe ser menor a L/300. Por tanto, de todo esto se puede deducir que, si se exige que la flecha sea menor a L/350 ese estará cumpliendo todos los requisitos de la norma.

Con las cargas existentes, se procede a calcular la flecha vertical frente a las tres situaciones, confort y apariencia con la combinación poco probable e integridad con la cuasipermanente. Una vez hecho el cálculo, se tiene que la flecha producida es de 0.0705 m. Como resultado, se tiene que la flecha máxima existente es menor que la exigida, cumpliendo de esta forma la comprobación a flecha.

6.7 Pilares

6.7.1 Estados límite últimos

6.7.1.1 Resistencia de la sección

6.7.1.1.1 Momento flector

Para hacer la comprobación frente a la flexión hay que regirse según el artículo 34.4 de la EAE donde explica que el valor de cálculo del momento flector Med deberá cumplir para cualquier sección transversal la siguiente condición:

$$M_{ed} \leq M_{c,Rd}$$

$$M_{ed} = 47 \text{ KNm}$$

Los pilares, son un perfil HEB 240; siendo una sección de clase 1, la resistencia de cálculo de la sección a flexión es:

$$M_{c,Rd} = (W_{pl} \cdot f_y) / \gamma_{mo}$$

$$M_{c,Rd} = 275.78 \text{ KN m}$$

Como se puede observar, el momento de cálculo es menor al momento máximo que resiste la sección, garantizando así que los pilares cumplen frente al momento flector.

6.7.1.1.2 Cortante

Para la comprobación frente a cortante, la condición impuesta por la EAE en el artículo 34.5 es la siguiente; El valor de cálculo del esfuerzo cortante Ved deberá cumplir para cualquier sección transversal:

$$V_{ed} \leq V_{c,Rd}$$

$$V_{ed} = 15.55 \text{ KN}$$

Continuando con el mismo perfil, Vc,Rd es la resistencia plástica de cálculo a cortante:

$$V_{pl,Rd} = [A(f_y / \sqrt{3})] / \gamma_{mo}$$

$$V_{pl,Rd} = 502.62 \text{ KN}$$

Comparando de nuevo el valor de cálculo con la resistencia de la sección, cumple la condición, por tanto, cumple frente a cortante.

6.7.1.1.3 Axil

Cumpliendo con el artículo 34.3 de la normativa EAE frente a axil, se deben calcular las secciones tal que el valor de cálculo del esfuerzo axil de compresión Ned sea menor que la resistencia de cálculo de la sección a compresión Nc,Rd:

$$N_{ed} \leq N_{c,Rd}$$



$$N_{ed} = -218.43 \text{ KN}$$

$N_{c,Rd} = 2776.19 \text{ kN}$, siendo este valor bastante superior a N_{ed} por lo que se deduce que los pilares cumplen las comprobaciones frente a axil exigidas por la normativa.

6.7.1.1.4 Flector + Cortante

Continuando con la EAE, pero ahora con la comprobación de la interacción de esfuerzos Flexión y cortante, nos posicionamos en el apartado 34.7.1. Para que nuestra sección cumpla frente a esta interacción, el valor de cálculo del esfuerzo cortante V_{ed} no deberá superar el 50% de la resistencia plástica de la sección $V_{pl,Rd}$. Procediendo a dicha comprobación tenemos:

$$V_{ed} < 0.5 V_{pl,Rd}$$

$$15.55 \text{ KN} < 251.31 \text{ KN}$$

Cumpliendo con la expresión anterior, cumple nuestra sección frente a esta combinación de esfuerzos.

Según el artículo 34.7.2 de la EAE todas las secciones que se verifique la expresión impuesta a continuación, resistirán frente flexión +axil;

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

Se procede al cálculo de la resistencia plástica de cálculo a flexión reducida para todas las secciones. Al tener secciones huecas circulares, podrá aplicarse la siguiente expresión:

$$N_{ed} > \min [0.25 N_{pl}, R_d; (0.5 h_w \cdot t_w \cdot f_y) / \gamma_{mo}]$$

6.7.1.2 Resistencia frente a pandeo

6.7.1.2.1 Pandeo por flexión de piezas simples comprimidas

Según el apartado 35.1 de la EAE, los elementos sometidos a esfuerzos de compresión serán resistentes frente a pandeo siempre que la siguiente expresión sea verificada;

$$N_{ed} < N_{b,Rd}$$

$$N_{ed} = -218.43 \text{ KN}$$

$N_{b,Rd} = 1116.691 \text{ kN}$, se observa que el valor obtenido es muy superior al valor de N_{ed} , lo que verifica que los pilares son resistentes frente a pandeo, según la normativa.

6.7.2 Estado límite de servicio

6.7.2.1 Estado límite de servicio de deformaciones

Siguiendo el CTE, hay dos tipos de desplome:

- 1) El máximo desplome en la cabeza del edificio debe ser $H/500$, ($H=9200 \text{ mm}$), con lo cual el máximo desplazamiento admisible es $9200/500 = 18.4 \text{ mm}$. El máximo desplazamiento que se produce en nuestra estructura es de 10.7 mm debido a la combinación de Viento 1, que está por debajo del máximo admisible. NOS CUMPLE.
- 2) El máximo desplome local en cada planta debe ser $h/250$, como solo tenemos una planta, sería el mismo que el anterior, por ello también nos cumple.

6.8 CIMENTACIONES

6.8.1 Predimensionamiento de la sección

Como se ha indicado en el apartado pasado 1.2, vamos a adoptar una zapata de tipo centrada y cuadrada, para facilitar su diseño.

En primer lugar, se ha supuesto una zapata rígida, que impone la siguiente condición extraída del apartado 4.1.1 del CTE DB-SE-Cimientos:

$$\text{Zapata rígida: } V \leq 2h$$

Teniendo así que el vuelo de la zapata, debe ser menor o igual a dos veces el canto de la misma.

Tras haber realizado las diferentes hipótesis de carga con las acciones detalladas en el apartado 3 del presente anejo, se procede a predimensionar la zapata mediante el cálculo frente a hundimiento, con la siguiente condición para que cumpla y no presente este fallo a lo largo de su vida útil:

$$\sigma \leq \sigma_{adm}$$

Donde:

- σ , es la tensión que transmite la estructura al terreno $\sigma = \Sigma N/A$, siendo ΣN la suma del peso propio de la cimentación, y del axil que transmite el pilar; y A el área de la sección, que siendo una zapata cuadrada, será $a:b$, por tanto $A: a^2$



- σ_{adm} , es la tensión admisible del terreno la cual se obtiene del Anejo nº4, y tiene un valor de 306 Mpa.

Una vez realizada la comprobación, despejamos las incógnitas que darán los valores del predimensionamiento de la zapata del pilar que se está calculando. En este caso se obtiene una zapata de 0.75x0.75x0.2 m

Con las dimensiones expuestas, se observa que cumple frente a la condición de zapata rígida ($0,3 \geq 2 \times 0,2$), pero no cumple los mínimos estipulados. Al no cumplir, aumentamos el canto a 0,8 m.

Se vuelve a predimensionar la zapata con el canto de 0,8 dando unas dimensiones de 1.1x1.1 m. Una vez calculada la zapata, se procede a realizar las diferentes comprobaciones para asegurar que no se puede producir ningún fallo.

6.8.2 Comprobación a hundimiento

La comprobación de hundimiento de las zapatas no va a desarrollarse en este apartado, puesto que está desarrollada en el apartado 3.4.1 del Anejo nº4. Comprobaciones geotécnicas.

La carga de hundimiento es de 635.5 kN/m² y la carga transmitida es de 220.17 kN/m², con lo que obtenemos un coeficiente de seguridad de 3, superior a 2.6 que exige la Guía de cimentaciones para obras de carretera. Dando unas dimensiones para las zapatas de 1.1 x 1.1 x 0.8 metros

A la hora de realizar los planos, y dibujar la zapata con esas dimensiones se observa que la fachada y la bajante, no apoyan en la zapata, es decir, su longitud es pequeña. Por ello se ha decidido aumentarla a 1.4x1.4x0.8 para así cumplir constructivamente.

6.8.3 Comprobación a deslizamiento

La comprobación a deslizamiento de las zapatas no va a desarrollarse en este apartado, puesto que está desarrollada en el apartado 3.4.1 del Anejo nº4. Comprobaciones geotécnicas.

6.8.4 Comprobación a vuelco

La comprobación a vuelco de las zapatas no va a desarrollarse en este apartado, puesto que está desarrollada en el apartado 3.4.1 del Anejo nº4. Comprobaciones geotécnicas.

6.8.5 Estado límite último de agotamiento

La armadura de cálculo en las zapatas, se obtiene mediante el dimensionamiento como zapata rígida dispuesto en el Art. 58.4.1 de la EHE-08. Donde se obtiene un armado de cálculo de 0 cm². Por tanto, se dispondrá el armado exigido por mínimos.

6.8.6 Armaduras mínimas

6.8.6.1 Armadura mínima geométrica de tracción

Según el artículo 58.8.2 de la EHE-08, el armado mínimo a disponer en una zapata se obtiene mediante lo dispuesto en el artículo 42. La cuantía geométrica mínima a repartir entre la cara superior e inferior, se obtiene a partir de la tabla 42.3.5 de la EHE-08.

Como elemento estructural tenemos una zapata que se armada y el acero utilizado tiene un límite elástico de 500 MPa, debido a la similitud estructural se decide escoger la cuantía mínima de una losa, por tanto, la cuantía mínima a disponer es el 1.8 por mil de la sección total de hormigón.

$$A_s = 0.0009 \cdot A_c = 10.08 \text{ cm}^2.$$

$$A_c = 1.12 \text{ m}^2.$$

Al tratarse de una zapata se adopta la mitad de este valor en cada dirección de la cara inferior. Por tanto, en cada dirección de armado se debe disponer como mínimo geométrico, tanto en la cara superior como inferior, una cuantía de armado de 5.04 cm² (5Ø12).

6.8.6.2 Armadura mínima mecánica

La cuantía mínima mecánica en la cara de tracción, se obtiene a partir del artículo 42.3.2 de la EHE-08, ya que estamos frente a un caso de flexión simple.

$$A_s = 0.04 \cdot A_c \cdot f_{cd} / f_{yd} = 20.6 \text{ cm}^2.$$

$$f_{cd} = 30 / 1.5 = 20 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 500 / 1.15 = 435 \text{ MPa}$$

Al tratarse de una zapata se adopta la mitad de este valor en cada dirección de la cara inferior. Por tanto, en cada dirección de armado se debe disponer como mínimo mecánico, tanto en la cara superior como inferior, una cuantía de armado de 10.3 cm².

Calculada la armadura mecánica se procede a comparar las cuantías de armado obtenidas con la armadura geométrica y la mecánica, se observa que la cuantía exigida por la armadura mecánica es superior a la armadura exigida por la geométrica. Por tanto, se va a disponer armadura mecánica en las dos caras de la cimentación distribuidas en ambas direcciones.

Finalmente se decide disponer un armado de, 10Ø12, en ambas caras y en las dos direcciones.

6.8.7 Cálculo de longitudes de solape

Debido a la inexistencia de armadura vertical, la armadura inferior y superior se van a alargar en la dirección perpendicular para trabajar como armadura vertical y armadura de piel. Debido a esto, se va a proceder al cálculo de la longitud de solape entre las barras, según el artículo 69.5.2.2 de la EHE-08.

Según la normativa, la longitud de solape será:

$$l_s = \alpha l_{b,neta}$$

Donde:

α , valor que se obtiene a partir de la tabla 69.5.2.2. de la EHE-08, siendo $a = 14$ cm y el diámetro de las armaduras 12 mm, nos encontramos en el caso de $a > 10\phi$. El porcentaje de las barras solapadas es mayor al 50%, ya que se encuentran solapadas en su totalidad. Con todo esto se obtiene el valor de $\alpha = 1.3$.

$l_{b,neta}$, longitud de anclaje definida en el artículo 69.5.1.2 de la EHE-08, para el cálculo de la longitud de anclaje precisamos saber las posiciones a las que se encuentran las barras, en este caso;

- Las barras superiores se encuentran en posición I por que se hayan en los 30 cm superiores de la sección.
- Las barras inferiores están en posición II, debido a que en el momento de hormigonado forman un ángulo 0° con la horizontal.

A continuación, se procede al cálculo de la longitud de anclaje, en las barras en posición I y en las barras en posición II, todas estas tienen un diámetro de 12 mm.

$$l_{bI} = m\phi^2$$

- Longitud de anclaje en posición I: (barras $\phi 12$) $l_{bI} = 187$ mm

$$l_{bII} = 1,4 m\phi^2$$

- Longitud de anclaje en posición II: (barras $\phi 12$) $l_{bII} = 262$ mm

Por tanto, la longitud de solape para cada una de las barras es de;

- Longitud de solape en posición I, $l_s = 243$ mm
- Longitud de solape en posición II, $l_s = 340$ mm

6.8.8 Disposiciones de armado

- Armadura longitudinal, en cuanto a las disposiciones de la armadura longitudinal, debemos tener en cuenta el Art. 69.4.1.1. de la EHE-08, en la cual dice que la distancia entre barras debe ser mayor a 15 mm, $\phi_{max} = 12$ mm o 1.25 veces el TMA. También, se debe comprobar la separación máxima, que se encuentra en el artículo 42.3.1 de la EHE-08, donde la separación máxima entre armaduras debe ser 30 cm.

En la armadura dispuesta la distancia entre barras es de 15 cm, por tanto, las restricciones que exige la normativa frente a las disposiciones de armado, se cumplen.

Según la recomendación del Art. 58.8.2 el diámetro de barra para disponer en zapatas debe ser como mínimo 12 mm. Por tanto, se va a disponer barras $\phi 12$ en el canto de la zapata para cumplir

los requisitos mínimos de separación máxima, ya que tiene un canto de 80 cm, de este modo se dispondrán dos barras entre la armadura inferior y superior en los cuatro lados de la zapata, separadas unos 15 cm entre ellas.

- Armadura vertical, según el Art. 58.8.3, no es necesario disponer armado vertical, pero como en la cara inferior y en la superior se van a disponer $10\phi 12$ en cada dirección, se van a prolongar estas barras en la dirección vertical.

6.8.9 Resumen de armados para la cimentación central

Estas cuantías de armado están referidas a una dirección de armado, de este modo, tanto en la cara superior como en la inferior sería el doble, ya que esta es la cuantía se dispone en cada una de las direcciones de armado.

| | A. superior | A. inferior |
|--------------------------------------|----------------------|----------------------|
| A_s de cálculo | 0 cm ² | 0 cm ² |
| A_s min. geométrica | 5.04 cm ² | 5.04 cm ² |
| A_s min mecánica | 10.3 cm ² | 10.3 cm ² |
| A_s a disponer | 10.3 cm ² | 10.3 cm ² |
| Armado | $10\phi 12$ | $10\phi 12$ |

Tabla 5.2. Armado en zapata

7. COMPROBACIONES NO ESTRUCTURALES

7.1 TRANSMITANCIA TÉRMICA

Para el cálculo de la transmitancia térmica de todo el edificio se contempla la norma CTE, DB-HE1, Código Técnico de la edificación- Documento Básico HE Ahorro de Energía.

Zona Climática. Apéndice B.1. Zonas climáticas.

Para conocer la zona climática en la cual se encuentra el edificio diseñado, debemos conocer la altitud del municipio de Paterna, siendo la misma 53 msnm.

Observando la Tabla B.1. Zonas climáticas de la península ibérica se determina que Paterna tiene una altitud $h < 50$, por lo que le corresponde una zona climática de tipo B3.

Según la zona climática en la cual se encuentra el edificio proyectado se obtiene el valor de la transmitancia de los distintos elementos del edificio, en este caso se diferencia en dos elementos; cubierta y fachada o cerramiento.

En el apéndice E.2. Parámetros característicos de la envolvente térmica, conociendo la zona climática B3, y los elementos que se quieren estudiar, la transmitancia térmica de cada elemento viene dada en la tabla E.1 transmitancia del elemento, siendo esta;

UM= 0.38 W/ m² K, para muros o fachadas.

UC=0.33 W/m² K, para cubiertas.